7 HIDRAULICA

7.1 HIDRAULICA FLUVIAL

El estudio hidráulico desarrollado en cada uno de los puentes pretende determinar las variables necesarias para la aplicación de las diferente ecuaciones desarrolladas para el cálculo de socavación. Los datos necesarios para el desarrollo de los cálculos incluyen el caudal, geometría de la sección transversal bajo el puente, sección aguas arriba, pendiente de la línea de energía, material del cauce, coeficiente de rugosidad de manning, nivel de la vía, nivel inferior de la superestructura y detalles de los estribos y pilas, incluido el ángulo de ataque de las líneas de flujo.

Para la obtención de estos datos se hizo el levantamiento topográfico de cada uno de los puentes, y la zona aledaña (aguas arriba y aguas abajo) mediante la nivelación de las secciones transversales del cauce, cada 10 ó 20 metros. Adicionalmente se desarrollaron perforaciones para determinar la estratigrafía, y análisis granulométricos que permitieron determinar el tamaño promedio de las particular en cada caso.

ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C. MOVILIDAD Instituto de Desarrollo Urbano

7.1.1 Datos requeridos

a. Geometría de la sección transversal

La geometría para el análisis de flujo se especifica en términos del perfil de la superficie del suelo, representadas en términos de cota y abscisas. Las secciones medidas a lo largo de la corriente deben caracterizar de manera adecuada la el canal principal y el plano de inundación adyacente. Estas se deben extender a lo largo de los dos planos de inundación deben ser perpendiculares a las líneas de flujo. Para el análisis hidráulico se requiere al menos la sección bajo el puente y una sección aguas arriba. Normalmente se supone que la sección en el puente controla la hidráulica en el puente.

b. Caudal

La descarga o caudal se debe especificar para el análisis. en este caso se usaron los caudales obtenidos en la hidrología desarrollada para diferentes períodos de retorno (20 y 50 años). Existen una serie de programas de computador como HEC-2 y HEC-RAS del "US Army Corp of Engineers" que permiten el cálculo del perfil de la superficie de agua a lo largo de un canal y programas sencillos como el HYDRAL, que permite hacer el cálculo de la profundidad y caudal en una sola sección transversal.

c. Coeficiente de rugosidad de Manning

Debido a que el coeficiente de rugosidad de Manning depende de factores como cantidad de vegetación, configuración del canal y material del lecho, se usa para describir las condiciones de la superficie del canal entre dos estaciones contiguas en cada sección transversal del canal. El libro Canales Abiertos (Chow, 1994) presenta una serie de tablas y recomendaciones para su selección .

ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C. MOVILIDAD Instituto de Desarrollo Urbano

d. Pendiente

Es claro que la hidráulica está directamente relacionado al valor del gradiente de energía utilizado. Si la pendiente es muy alta, las velocidades en la sección serán altas y el nivel de la superficie del agua será bajo. El valor de la pendiente se determinó de las secciones transversales tomadas en cada una de las corrientes de agua.

e. Nivel de la vía

La elevación de la vía representa el nivel de la carpeta de rodadura sobre el puente y/o vía. Este nivel se usa para determinar el nivel de sobreflujo, por encima del cual estará pasando el flujo que excede la capacidad del puente.

f. Nivel inferior de la superestructura

El nivel inferior en la superestructura se usa para determinar cuando ocurre flujo a presión en el puente.

7.1.2 Lineamientos generales para la modelación

La modelación hidráulica en puentes requiere la determinación de la geometría del cauce en el área próxima al puente.

a. Localización de las secciones transversales

Es necesario tener al menos dos secciones transversales que describan de manera adecuada la forma del cauce. Una de las secciones debe estar localizada bajo el puente y debe representar de manera adecuada el área efectiva de flujo. La parte interior de los estribos se deben tomar como la primera y la última estación en la sección. La segunda es una sección transversal aguas arriba donde las líneas de flujo sean aproximadamente paralelas y la sección completa sea efectiva. Debido a que la contracción del flujo puede ocurrir a una distancia corta, la distancia entre las dos secciones puede ser más o menos la distancia de abertura del puente entre los dos estribos. Sin embargo, este criterio para la localización de la sección transversal aguas arriba puede resultar en una longitud muy corta para situaciones donde la relación del ancho de abertura del puente y el ancho del plano de inundación es pequeña. Un criterio alternativo puede ser localizar la sección aguas arriba a una distancia igual a la contracción ocurrida en la sección natural al colocar el puente.

ALCALDIA MAYOR DE BOGOTA D.C. MOVILIDAD Instituto de Desarrollo Urbano

b. Cálculo de flujo normal

Cuando se determina que existe flujo normal bajo el puente, se aplica la ecuación de Manning para determinar el caudal

$$Q = A\frac{\alpha}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Q = Caudal bajo el puente

A = Area hidráulica

α = Constante que depende del sistema de unidades usado (1 en el sistema internacional, 1.486 en el sistema inglés)

R = Radio hidráulico

S = Pendiente de la línea de energía

n = Coeficiente de fricción de Manning

Bajo condiciones de flujo normal se aplica la ecuación de Manning entre cada dos puntos consecutivos de la sección transversal, para determinar el caudal que fluye entre esos dos puntos. El caudal total en la sección se obtiene al sumar el caudal en cada uno de las subsecciones establecidas.

c. Cálculo de flujo a presión

Si se determina que el flujo a presión se presenta en el puente, se usa la ecuación de flujo en orificios presentado en el manual del usuario del programa HEC-RAS "River Análisis System" (US Army Corp of Engineers, 1990). La ecuación usada estada dada por:

$$Q = C\ A\ \sqrt{2gH}$$

Q = Caudal pasando a través del puente

A = Area neta bajo el nivel inferior de la superestructura menos el área de las pilas

g = Aceleración de la gravedad

H = Diferencia de energía a través del puente (asumiendo que el nivel de la superficie de agua es igual al nivel inferior de la superestructura en el lado aguas abajo)

C = Coeficiente de descarga del orificio, normalmente 0.8

d. Cálculo del sobreflujo

El flujo sobre el puente y la vía de aproximación al puente se calcula usando la ecuación de flujo sobre vertederos

$$Q = C\,L\,H^{3/2}$$

Q = Caudal total sobre el puente

L = Longitud efectiva de vertimiento controlando el flujo

H = Diferencia entre la línea de energía y el nivel de la vía

C = Coeficiente de descarga del vertedero

7.1.3 Resultados obtenidos de la modelación hidráulica

La ecuación de Manning se resuelve mediante un proceso iterativo para determinar la condición de flujo normal . En este caso se usa un proceso iterativo para balancear el nivel de la superficie de agua. El nivel inicial de la superficie de agua es estimado como un promedio del nivel del terreno en los estribos.

ALCALDIA MAYOR DE BOGOTÁ D.C MOVILIDAD Instituto de Desarrollo Urbano

El análisis hidráulico de los diferentes puentes se desarrolló con base en los datos topográficos obtenidos para el cauce, la geometría del puente existente en cada una de las corrientes, y los valores de caudal generados por la modelación hidrológica desarrollada para los diferentes períodos de retorno (20 y 50 años) en cada una de las cuencas.

Los datos usados, así como los resultados obtenidos de la modelación hidráulica son presentados en los Anexos E, y F, los cuales contienen los valores obtenidos para la modelación de los caudales esperados para períodos de retorno de 20 y 50 años respectivamente. El resumen de los resultados se presenta en los Cuadros 7.1 y 7.2. En ellos se puede observar el caudal usado en el análisis; el nivel esperado; y características hidráulicas como área, velocidad, ancho en la superficie, profundidad del flujo, caudal obstruido por los estribos. De igual manera, el Cuadro 7.3 presentan los valores de niveles máximos observados junto a los valores máximos estimados en la hidráulica desarrollada para los diferentes períodos de retorno y el nivel inferior de al estructura del puente.

Cuadro 7.1
Alcaldía Mayor de Bogotá
INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES DE SUMAPAZ

HIDRAULICA EN LA SECCION BAJO EL PUENTE (Tr = 50)

Puente	Caudal (m^3/s)	Nivel Esperado (m)	Area (m^2/s)	Velocidad (m/s)	Ancho en Superficie (m)	Profundidad del flujo (m)	Nivel de la vía (m)	Niv. inferior del Puente (m)	Tipo de Flujo
San Juan	97.50	3149.74	15.95	6.11	13.50	1.63	3154.28	3153.80	NORMAL
La Plata	21.97	2672.05	4.34	6.44	6.78	1.01	2676.48	2676.00	NORMAL
Pontezuela	13.70	3408.19	3.04	4.51	7.19	0.59	3410.48	3410.00	NORMAL
El Brillante	34.70	3010.18	9.66	3.59	8.07	2.90	3012.48	3012.00	NORMAL

Cuadro 7.2
Alcaldía Mayor de Bogotá
INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES DE SUMAPAZ

HIDRAULICA EN LA SECCION BAJO EL PUENTE (Tr = 20)

Puente	Caudal (m^3/s)	Nivel Esperado (m)	Area (m^2/s)	Velocidad (m/s)	Ancho en Superficie (m)	Profundidad del flujo (m)	Nivel de la vía (m)	Niv. inferior del Puente (m)	Tipo de Flujo
San Juan	90.24	3149.70	15.36	5.87	13.22	1.59	3154.28	3153.80	NORMAL
La Plata	25.48	2672.10	4.09	6.23	6.69	0.97	2676.48	2676.00	NORMAL
Pontezuela	12.17	3408.16	2.81	4.34	7.07	0.55	3410.48	3410.00	NORMAL
El Brillante	28.13	3009.80	7.48	3.76	5.59	2.52	3012.48	3012.00	NORMAL

Cuadro 7.3
Alcaldía Mayor de Bogotá
INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES DE SUMAPAZ

NIVELES MÁXIMOS OBSERVADOS, ESTIMADOS Y NIVEL INFERIOR DE LOS PUENTES en (m)

Puente	Nivel Inferior del Puente	Nivel Máx. Observado	Niveles Estimados (Modelo HEC-RAS)			
			Tr=20 años		Tr=50 años	
			CN = 68	CN = 89	CN = 68	CN = 89
San Juan	3153.80	3151.18	3149.93	3149.70	3149.91	3149.74
La Plata	2676.00	2674.10	2672.03	2672.10	2671.75	2672.05
Pontezuela	3410.00	3410.11	3407.95	3408.16	3407.98	3408.19
El Brillante	3012.00	3010.46	3008.95	3009.80	3009.14	3010.18

El cuadro 7.3 muestra claramente como los niveles estimados por el modelo HEC-RAS están por debajo, pero muy próximos a los valores máximos observados en el terreno. Se debe aclarar que para el desarrollo de la Hidráulica se consideraron condiciones aumento de nivel exagerados en la última sección, esto con el propósito de simular algún tipo de represamiento razonable, que obligue al río a elevarse por encima de los valores normales (entre 2 m y 5 m) de profundidad. Es claro que entre más cercana esté la sección de control seleccionada de la sección del puente, el efecto se verá reflejado en un aumento exagerado en los niveles de flujo. Por otro lado si el represamiento se diese aguas arriba del puente, se podrían presentar efectos de avalancha, cuyos niveles son difíciles de cuantificar con los modelos de hidráulica convencionales y la información existente.

8. SOCAVACION

El análisis de socavación en el proyecto Diagnóstico y adaptación de diseño estructural de los puentes peatonales en la localidad de Sumapaz se desarrolló para los 4 puentes seleccionados por su estados y magnitud. En cada uno de ellos se hizo el cálculo de la socavación general por diferentes métodos. Las características del material del lecho mostradas por los registros de campo y análisis granulométricos hechos en cada uno de los puentes y la posterior determinación del diámetro medio de partícula, los cuales se muestran en el informe de Geotécnia.

El resultado de los cálculos de socavación, basados en los resultados del análisis hidráulico de cada uno de los puentes, es presentado en los Anexos G. En ellos aparece un cuadro resumen donde se muestran los resultados del análisis de socavación obtenidos con base en los datos hidráulicos desarrollados al modelar los caudales obtenidos para períodos de retorno de 20 y 50 años

8.1 RESULTADOS DEL ANALISIS DE SOCAVACION

ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C. MOVILIDAD Instituto de Desarrollo Urbano

8.1.1 Socavación general o socavación por contracción

La socavación general o socavación por contracción ocurre cuando el área de flujo de la corriente es reducida por una contracción natural o por un puente. Por continuidad, una reducción en el área de flujo resulta en un incremento de la velocidad promedio y el esfuerzo cortante sobre el lecho en la sección contraída. Por lo tanto, hay un incremento en las fuerzas erosivas en la zona contraída y aumenta el material de lecho removido que será transportado. Este incremento en el material de lecho transportado produce el descenso de los niveles de la superficie del suelo. Al bajar el nivel del lecho, el área hidráulica aumenta causando una disminución en la velocidad y esfuerzo cortantes hasta alcanzar un equilibrio relativo.

Típicamente la socavación en estribos es cíclica. Así, el lecho es socavado durante la creciente del evento de escorrentía, y llenado cuando los caudales empiezan a disminuir.

El cálculo de la socavación local se hizo usando los métodos propuestos por Lischtvan-Levediev, Straub y Laursen, descritos anteriormente. Considerando que el método más discutido en la literatura es el de Lischtvan-Levediev, en los Anexos G se presenta para cada puente, con los datos usados, los resultados, y el bosquejo de la sección existente y la sección resultante del cálculo de socavación por este método; el cual permite determinar la socavación en diferentes puntos de la sección transversal y su valor depende, entre otras variables, de la profundidad del agua en cada punto. Los otros dos métodos calculan la profundidad de socavación con base en el valor de la profundidad promedio, y la consideran igual para cualquier punto en la sección.

Adicionalmente, dependiendo del valor de al velocidad media en la sección, el método de Laursen considera el cálculo de socavación en aguas claras y en lecho móvil.

Los resultados obtenidos usando los diferentes métodos se presentan en los Cuadros 8.1 y 8.2, donde se consigna el valor máximo y mínimo registrado en cada sección al aplicar el método de Lischtvan-Levediev y el valor medio obtenido por los método de Straub y Laursen. Se observa que el método más conservador en la mayoría de los casos es el presentado por Lischtvan-Levediev. Con base en los resultados observados, no se recomienda el uso del valor obtenido con un método en particular, sino que se debe considerar aquel que mejor represente las condiciones particulares en cada caso. Por otro lado, si se desea, se puede tomar la condición más crítica, que no necesariamente se obtiene al usar un método determinado.

ALCALDIA MAYOR DE BOGOTA D.C. MOVILIDAD Instituto de Desarrollo Urbano

8.1.2 Socavación local en estribos

El mecanismo básico que causa socavación local en estribos y pilas es la formación de vórtices en sus bases. La acción del vórtice remueve el material del lecho alrededor de la base de la obstrucción. El transporte de material sacado de la zona aledaña a la base es mayor que el material que es arrastrado hacia ella, por lo cual se forma un hueco. Como la profundidad de socavación se incrementa, los esfuerzos de vorticidad se reducen, reduciendo la cantidad de material arrastrado de la zona aledaña a la base.

La socavación local en estribos se calculó usando los métodos de Liu et Alia, Artamonov y Froehlich. En algunos de los puentes se hizo el cálculo usando también el método de Field, con el que se obtuvieron valores exagerados, razón por la cual el análisis de la totalidad de los puentes se limitó al uso de los métodos ya mencionados.

8.1.3 Socavación local en pilas

Existen varios métodos para el cálculo de socavación local al rededor de pilas, algunos de los métodos son: el de Breuser, Larras, Laursen, Shen, Coleman, Inglis-Poona, Yaroslavtziev, Laursen y Toch, Maza-Sanchez, y el método de CSC ("Colorado State University") entre otros. Cada uno de estos métodos ofrece resultados que pueden variar considerablemente.

Se entiende que para evaluar la socavación local es necesario conocer las características del cauce una vez se hayan considerado los efectos de la degradación o agradación del cauce a largo plazo, y la socavación por contracción, además de las características geométricas de la pilas y su cimentación.

ALCALDIA MAYOR DE BOGOTÁ D.C. MOVILIDAD Instituto de Desarrollo Urbano

Estudios de socavación en pilas desarrollado por algunos autores (Melville, Sutherland, Chang), en los que se registró un número Froud menor que uno, sugieren que el valor de socavación máxima al rededor de pilas circulares es de 2.4 veces el diámetro. Este valor se puede reducir para pilas de otra forma o aumentar con la presencia de material de arrastre alrededor de las pilas. El valor de la relación existente entre el ancho de socavacion y el ancho de la pila puede llegar a 3.0 para números de Froud mayores que tres (3).

8.1.4 Socavación total

La socavación total en puentes está compuesta por la degradación sufrida por el cauce a largo plazo, la socavación por contracción y la socavación local.

Los cambios de elevación que el cauce sufre a largo plazo pueden ser una tendencia natural de la corriente o el resultado de alguna modificación en el río o su cuenca. El fondo del lecho se puede profundizar, elevar o permanecer en equilibrio relativo en la zona aledaña al cruce del puente. La degradación a largo plazo no incluye los cortes o rellenos puntuales en el lecho del río ocurridos durante un evento de escorrentía (socavación local y general). El problema en este caso, consiste en estimar los cambios de elevación que el cauce pueda sufrir a largo plazo, durante la vida útil de la estructura.

Algunos factores que afectan los cambios de elevación a largo plazo pueden ser: presas y embalses construidos aguas arriba, cambios en el uso del suelo de la cuenca (urbanización, deforestación, etc), canalización, corte de los meandros del lecho (naurales o artificiales), cambios en los niveles aguas abajo, extracción de material del lecho, derivación o adición de agua a la corriente, y la localización del puente respecto al plano natural del lecho, entre otros.

ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C. MOVILIDAD Instituto de Desarrollo Urbano

Finalmente la profunidad total de socavación se puede determinar sumando los tres componentes. El valor resultante dependera del criterio usado para la selección del valor de socavación en cada caso, el cual podrá ser variable dependiendo de las conddiciones presentadas en las diferentes situaciones. Esta selección puede ir desde sumar los valores mínimos resultantes en cada componente, hasta la suma de los valores más críticos, o se pueden considerar valores intermedios obtenidos con el uso de los valores promedio calculados por alguno de los métodos o aquellos obtenidos para un período de diseño menos crítico. Se debe considerar la posibilidad de sumar los valores obtenido al usar los método que mejor representen las condiciones analizadas.

En este proyecto se opto por no intervenir el cauce, para lo cual se hizo la cimentación del puente por fuera del mismo, razón por la cual solo se presentan cálculos de socavación general.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La modelación hidrológica se puede hacer usando modelos determinísticos o estocásticos, cuyos resultados dependen de la cantidad y calidad de la información existente. Los modelos estocasticos están en capacidad de hacer predicciones a tiempo real y están limitados por los valores máximos o mínimos registrados en las series históricas. De esta manera si las series históricas no registran los eventos máximos o mínimos, no se puede esperar que este tipo de modelos estén en capacidad de reproducirlos. Dada esta limitante, la necesidad de predecir eventos para un período de recurrencia determinado, la flexibilidad de los modelos determinísticos y la cantidad y calidad de información existente en la zona, es recomendable el uso de este tipo de modelos para la modelación hidrológica en este proyectos.

- Dadas las características de los resultados hidrológicos y la necesidad de evaluar la capacidad de la sección bajo los puentes para transportar un flujo determinado, se descarta el uso de modelación hidrológica a tiempo real, en su lugar se usa un proceso iterativo para balancear el nivel de la superficie de agua entre dos secciones consecutivas, usando la ecuación de Manning.

ALCALDIA MAYOR DE BOGOTA D.C.
MOVILIDAD
INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO

- Del análisis de socavación por contracción se obtuvieron resultados por diferentes métodos, y en la mayoría de los casos el mayor valor se obtuvo al aplicar el método de Lischtvan-Levediev, que permite calcular la profundidad de socavación para diferentes puntos en la sección transversal. El cálculo desarrollado con los otros métodos, los cuales permiten la obtención de un valor promedio de la socavación para toda la sección, permite establecer un rango de valores para la selección de la profundidad de socavación más adecuada.

- Los resultados obtenidos del análisis de socavación al aplicar diferentes métodos dan la posibilidad, mediante la evaluación de todas las varibles involucradas, de decidir respecto a la profundidad de socavación que se debe usar en el diseño del puente o estructuras de protección. No se debe olvidar que cada caso es particular y la profundidad de socavación dependerá también de la variación que puedan tener los niveles del lecho del río a largo plazo. Conviene entonces, establecer lineamientos adecuados para la selección del valor de cada componente de la socavación, basados en las caractersticas particulares de cada una de las situaciones analizadas.

BIBLIOGRAFIA

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, *Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products*, second edition, New York, 1971.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. *Manual de Productos de Acero Para Drenaje y Construcción Vial.* Armco International Division. Middletown, Ohio, 1981.

CARCIENTE, J., GARCIA. B. y SERRANO, P. *Drenaje de Carreteras, Manual de Estructuras Típicas.* Ediciones Vega s.r.l., Madrid, 1977.

CHOW, Ven Te. *Hidráulica de Canales Abiertos.* McGraw Hill, Bogota, 1994

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Instituto de Investigación de la Industria Electrica. México, 1969

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Evaluating Scour at Bridges*, Secon Edition. Hidraulic Engineering Circular No. 18, U.S. Department of Transportation, McLean, Virginia, abril, 1993.

HIGUERA, C. y PEREZ, G. *Socavación en Puentes. Análisis, prevención y rehabilitación.* Universidad del Cauca, Popayán, 1992.

HOGGAN, D. *Computer-Assisted Floodplain Hydrology and Hydraulics*, McGraw Hill, New York, 1989.

SOIL CONSERVATION SERVICE. *SCS National Engineering Handbook, Section 4 Hydrology*, U.S. Department of Agriculture, agosto, 1972.

SOIL CONSERVATION SERVICE. *Urban Hydrology for Watersheds*, Tecnical Release No. 55, U.S. Department of Agriculture, enero 1975.

THE ASPHALT INSTITUTE. *Drainage of Asphalt Pavements Structures*, Manual Series No. 15, Maryland, mayo, 1966.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, *Flood Hydrograph Package HEC-1*, User Manual, Hydrologic Engineering Center, Davis, California, 1991.

ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C. MOVILIDAD Instituto de Desarrollo Urbano

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, *River Analysis System HEC-RAS*, User Manual-Draft, Hydrologic Engineering Center, Davis, California, 1995.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, *Water Surface Profiles HEC-2*, User Manual, Hydrologic Engineering Center, Davis, California, 1991.

VIESSMAN, W. Jr., LEWIS, G. y KNAPP J. *Introduction to Hydrology*. Harper Collins, New York, 1989.

ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.
MOVILIDAD
Instituto de Desarrollo Urbano